بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل★

مجید قلهکی[۱]		هوشنگ اصغری تکدام[۲]

چکیده با توجه به پیشرفت‌های اخیر، محققان شاهد اثرات متفاوت زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل بوده‌اند. در این مقاله سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه که در آن‌ها از سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال صلب استفاده شده است، تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل مورد آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در سازه‌های کوتاه و میان مرتبه ۳ و ۷ طبقه (تا پریود ۰/٦۷ ثانیه) اثر حرکات حوزه‌ی دور از گسل بر پارامترهای پاسخ سازه به‌طور میانگین ۱۱ و ۳۷ درصد بیش‌تر از اثر حرکات حوزه‌ی نزدیک گسل بوده است و در سازه‌های بلند مرتبه ۱۵ و ۲۵ طبقه (با پریود بیش از ۰/٦۷ ثانیه) اثر حرکات نزدیک گسل بر پارامترهای پاسخ سازه به‌طور میانگین ٦۰ و ٤٦ درصد بیش‌تر از حرکات حوزه‌ی دور از گسل است.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی با ورق نازک، اتصال صلب، زلزله‌ی نزدیک گسل، دور از گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

Investigation on Nonlinear Dynamic Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls with Rigid Beam to Column Connections under Far and Near Fault Earthquakes

M. Gholhaki		H. Asghari Takdam

Abstract *Considering recent developments in earthquake engineering, researchers has detected different effects of earthquakes far and near from the fault. Investigations that have been done in this area show that near fault earthquakes have shorter time period comparing far fault earthquakes and in the velocity of near fault earthquakes, there are one or more impacting pulses with a big domain and period that are result of forward directivity. The pulse movement, impressing massive energy in a short time in near fault earthquakes, result in rotating ductility in some stories and joints, brittle failure of joints, immediate destruction of structure and soft story that have observed in Kobe earthquake in 1995 and Northridge earthquake in 1994. On the other hand in the latest four decades, steel plate shear walls have been considered as a resistant system against lateral loads (wind or earthquake) and have been used in construction of modern buildings and retrofit of existing buildings in the world. This system has appropriate stiffness for controlling displacement of structures. In this paper tall, medium and short buildings that the SPSW with rigid connections has used in their structures are investigated in far and near fault earthquakes. They have analyzed with nonlinear dynamic method and have compared with each other. Results show that in short and average buildings the steel plate shear wall with rigid beam to column connection (up to T=0.67s), effect of movement of far from fault zone on the response parameters are 11% to 37% more than those of near fault and in the tall structures (T>0.67s) effect of near fault movements on the response parameters is about 46% to 60% more than those in the far fault zone.*

Key Words Thin Steel Plate Shear Wall, Rigid Connection, Near Fault Earthquake, Far from the Fault, Nonlinear Dynamic Analysis.

★تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۵/۳۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۲۷ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: استادیار دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) دانش آموخته‌ی کارشناس ارشد زلزله، دانشگاه سمنان.

مقدمه

وقوع زمین‌لرزه‌های بزرگ در نزدیک شهرهایی که در مجاورت گسل‌ها قرار گرفته‌اند، غیرقابل انکار است. چنان‌چه این زمین‌لرزه‌ها تحت اثرات پیشرونده قرار بگیرند، در تاریخچه زمانی جابه‌جایی، سرعت و شتاب آن‌ها پالس‌های مشخصی دیده می‌شود که سازه را تحت تأثیر شدید و سریع قرار می‌دهد.

دیوار برشی فولادی در چهار دهه‌ی اخیر به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساخت ساختمآن‌های جدید و تقویت ساختمآن‌های موجود (به‌خصوص در ساختمآن‌های بلند مرتبه) مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییرشکل سازه می‌باشد و در آن به‌دلیل وجود مکانیزم شکست شکل‌پذیر، اتلاف انرژی بالا است. تحقیقات جدید نشان می‌دهد که اثر زلزله‌های نزدیک گسل بر روی ساختمآن‌ها با اثر زلزله‌های دور از گسل متفاوت است. نگاشت‌های نزدیک گسل دارای مدت زمان مؤثر کمتری نسبت به نگاشت‌های دور از گسل بوده است و در نگاشت‌های سرعت نزدیک گسل، یک یا چند پالس ضربه‌ای با دامنه‌ی بزرگ و دوره‌ی تناوب زیاد وجود دارد که ناشی از اثرات جهت‌پذیری پیشرونده‌ی شکست است. این پالس‌ها در مؤلفه‌ی افقی عمود بر گسل دیده می‌شوند. حرکت پالس‌گونه باعث اعمال انرژی زیاد (در مدت زمان کوتاه) و ضربه‌گونه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل بر روی سازه می‌شود. این مسأله باعث ایجاد دوران زیاد در بعضی طبقات و گسیختگی ترد اتصالات می‌شود و ایجاد طبقهٔ نرم و تخریب آنی سازه را در بر دارد. علاوه بر این زلزله‌های نزدیک گسل تغییرمکآن‌های نسبی بزرگ‌تری در سازه ایجاد می‌کنند و تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین باعث افزایش اثر پی– دلتا در آن می‌شود.

در سال ۱۹۸۷ اندرسون و برترو[1] یک قاب فولادی سه دهانه‌ی ده طبقه را تحت زلزله‌ی امپریال- ولی (۱۹۷۹) مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که افزایش نسبت پریود پالس حرکت زمین به پریود طبیعی سازه و هم‌چنین افزایش نسبت شتاب زمین به مقاومت تسلیم سازه، موجب افزایش پاسخ غیرخطی و خسارات وارد به سازه می‌شود. علاوه بر این تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین ساختمان، که ستون‌های آن بار محوری زیادی را تحمل می‌کنند، موجب اعمال اثر پی– دلتا در طبقات پایین می‌شود. بنابراین خسارات ناشی از حرکت‌های ضربه‌ای زمین در طبقات پایین ساختمان متمرکز می‌شود. هم‌چنین برای سازه‌های صلب در زلزله‌ی نزدیک گسل نیاز شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

در سال ۱۹۹۷ هال[2] به مطالعه‌ی دو ساختمان ٦ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی که بر اساس دو آئین‌نامه‌ی UBC94 و مقررات ساختمانی ژاپن طرح شده بودند، پرداخت. در این تحقیق رفتار غیرخطی سازه همراه با رفتار اتصالات در زلزله‌های نزدیک گسل نرثریج (۱۹۹٤)، کوبه (۱۹۹۵) و نگاشت‌های آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. هم‌چنین برای بررسی محدوده‌ی نزدیک گسل در منطقه‌ی زلزله‌خیز، حوزه‌ی لرزه‌خیز به‌صورت شبکه‌هایی تقسیم شد و در هر گره اثر نگاشت‌های نزدیک گسل، بر روی رفتار سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت که بر این اساس نتایج نشان داد که با مقایسه‌ی حداکثر پارامترهای زلزله (حداکثر شتاب، سرعت و تغییرمکان زمین) خسارت وارد به ساختمآن‌ها، بیش‌ترین ارتباط را با اوج تغییرمکان زمین دارد. هم‌چنین مقایسه‌ی رفتار این دو ساختمان نشان داد که تغییر مکآن‌های نسبی در ساختمان ٦ طبقه بیش‌تر از ساختمان ۲۰ طبقه است. این در حالی است که نسبت مقاومت جانبی ساختمان ٦ طبقه به وزن آن، از ساختمان ۲۰ طبقه بزرگ‌تر است.

علوی و کراولینکلر[3] در سال ۲۰۰۱ دریافتند که پاسخ سازه در زلزله‌های نزدیک گسل بر روی اثرات

بزرگ‌تر مؤلفه‌ی افقی عمود بر گسل متمرکز گردیده است. هر چند مواردی است که در آن‌ها مؤلفه‌ی حرکت موازی گسل نیز مهم است. برای مثال نرم شدن خاک در پاسخ به مؤلفه حرکت بزرگ عمود بر گسل باعث کرنش بیش‌تری در جهت موازی گسل می‌شود. در این حالت خاک در مقابل مؤلفه‌ی حرکتی موازی گسل از خود پاسخ نشان می‌دهد.

در سال ۱۹۸۳، تیملر و کولاک[4]، یک دیوار برشی فولادی یک طبقه را به‌منظور ارزیابی مدل تحلیلی آزمایش کردند. نمونه به‌صورت استاتیکی تحت سه دوره‌ی کامل و تا رسیدن به حد تغییرمکان بهره‌برداری یک چهارصدم ارتفاع طبقه یا ۶/۲۵ میلی‌متر تحت بارگذاری قرار گرفت. در خلال این دوره‌های بارگذاری، نمونه رفتار الاستیک از خود نشان داد. پس از آن، نمونه در یک جهت و تا حداکثر ظرفیت خود تحت بار یک‌جهته قرار گرفت. در این آزمایش هیچ‌گونه بار محوری بر روی ستون‌ها وارد نشد.

در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲، صبوری و رابرتز [5]، [6] و رابرتز و صبوری[7]، [8]، ۱۲ نمونه پانل برشی کوچک مقیاس را که دارای ورق نازک به ابعاد۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر و ۳۰۰×۴۵۰ میلی‌متر بودند، تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش کردند. ورق‌های به‌کار رفته با ضخامت ۰/۵۴ و ۰/۸۳ میلی‌متر از جنس فولاد نرم و فولاد ساختمانی و با ضخامت ۱/۲۳ میلی‌متر از جنس آلومینیوم بودند. قاب محیطی (شامل تیرها و ستون‌ها) به‌کمک مفصل به‌صورت کاملاً لولایی اجرا شد. هر نمونه، تحت بار کششی و فشاری بر روی دو قطر مخالف، که در گوشه‌های آن وارد می‌شد، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. یکی از نتایج خوب برنامه‌ی تحقیقاتی صبوری، بررسی اثر بازشوها بر روی مقاومت و سختی پانل‌های برشی بود. او نتیجه‌گیری کرد که مقاومت و سختی پانل‌های برشی با افزایش ابعاد بازشوها به‌صورت خطی کاهش می‌یابد. هم‌چنین با استفاده از یک مدل ساده‌ی ریاضی، آنالیز دینامیکی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت.

در سال ۱۹۹۹، رضائی [9] یک آزمایش روی میز لرزان انجام داد. نمونه‌ی مورد آزمایش یک دیوار برشی فولادی چهارطبقه بود. نمونه در معرض حرکت شبیه‌سازی شده بر اساس یک رکورد زلزله قرار گرفت. ظرفیت محدود میز لرزان مانع از پاسخ غیرالاستیک نمونه شد؛ بنابراین بحث و بررسی پژوهشگران عمدتاً بر روی پاسخ سیستم در محدوده‌ی الاستیک متمرکز شد. هم‌چنین مدل نواری چندجهته برای تحلیل این سیستم در مقابل مدل نواری موازی با هم توسط وی ارائه شد.

لوبل و همکاران[10] در سال ۲۰۰۰ دیوارهای برشی فولادی را با استفاده از مدل نواری تحلیل کردند و در آن به بحث تعداد نوار مورد نیاز و زاویه‌ی آن‌ها پرداختند.

در سال ۲۰۰۱، آستانه‌ی اصل و ژائو[11] دو نمونه دیوار برشی فولادی سه‌طبقه با ارتفاع کلی ۶/۲ متر را تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی کردند. نمونه‌ها شامل نصف یک دیوار برشی فولادی کوپله و ستون‌های فولادی دایروی توخالی با بتن پرشده بودند. نمونه‌ها شکل‌پذیری خوب و رفتار هیسترزیس پایدار را به‌همراه جذب انرژی مناسب از خود نشان دادند.

در سال ۲۰۰۸، قلهکی [16] دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه‌طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک‌سوم تحت بارگذاری دوره‌ای را مورد آزمایش قرار داد. دیوارهای مذکور دو نوع اتصال تیر به ستون صلب و ساده داشته و در ورق پانل‌ها و ستون‌ها به‌ترتیب از فولاد نرم و پرمقاومت استفاده شده بود. هر کدام از نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به‌ترتیب تحت ۳۱ و

۱۹ دوره بارگذاری قرار گرفتند. قبل از خرابی نمونه و پایان آزمایش، تغییرمکان طبقه‌ی اول نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به‌ترتیب به ۱۰ و ۱۱ برابر تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی آن‌ها رسید. نمونه‌ها شکل‌پذیری عالی (به‌ترتیب ٦/٦٣ و ٨/٢٤)، سختی اولیه‌ی زیاد و جذب انرژی بالایی داشتند و حلقه‌های هیسترزیس آن‌ها رفتار پایداری را نشان دادند. استفاده از فولاد نرم در ورق پانل‌ها باعث جذب انرژی فوق‌العاده‌ای در تغییرمکآن‌های بزرگ شد. علاوه بر این، در خلال آزمایش‌ها و تا پایان آن‌ها هیچ‌گونه علائمی از کمانش موضعی یا کلی در ستون‌ها دیده نشد. نتایج نشان داد که نوع اتصال تیر به ستون بر روی ضریب شکل‌پذیری، مقاومت و جذب انرژی تأثیرگذار بوده است؛ ولی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی سختی اولیه ندارد.

در سال ۲۰۰۸، انجان و همکاران[12] پاسخ‌های لرزه‌ای غیرخطی دو دیوار برشی فولادی ٤ و ۱۵ طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. برش و خمش دینامیکی با روش طراحی لرزه‌ای CAN/CSA-S١٦-٠١ مقایسه و مشاهده شد که نیروی برش پایه‌ی دینامیکی و لنگر واژگونی در دیوار برشی فولادی و به همان اندازه نیروهای ستون‌ها، در طرح لرزه‌ای موجود، دست پایین محاسبه شده‌اند. اثر نرخ بارگذاری بر روی رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی نیز بررسی شد. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت چهار رکورد زمین‌لرزه که عبارتند از: مولفهٔ N-S زمین لرزهٔ ۱۹٤۰ السنترو، رکورد ثبت شده در ایستگاه پترولیا زمین لرزهٔ ۱۹۹۲ من دسینو، رکورد زمین لرزهٔ ۱۹٦٦ پارک فیلد و رکورد زمین‌لرزهٔ ۱۹۸۵ ناهانی کانادا، نشان می‌دهند که نرخ بارگذاری، تقاضای خمشی را در پایه دیوار برشی فولادی افزایش می‌دهد و آهنگ بارگذاری تأثیر کمی روی تقاضای لرزه‌ای غیرارتجاعی در مجموعه‌ای از طیف سازگار با رکوردهای زلزله ونکور دارد. هم‌چنین اثر پی- دلتا روی تقاضای لرزه‌ای در برش و خمش بررسی شد. تحلیل لرزه‌ای غیر ارتجاعی نشان داد روش ضریب پایداری موجود در آیین نامهٔ ساختمانی کانادا برای محاسبهٔ اثرات پی- دلتا در دیوار برشی فولادی خیلی محافظه‌کارانه بوده است و اثرات پی- دلتا روی تقاضای لرزه‌ای، خیلی کوچک می‌باشد. هم‌چنین اضافه مقاومت زیاد صفحات میانقاب اثر قابل‌توجهی در شکل‌پذیری سیستم ندارد.

سجادی و صبوری در سال ۲۰۱۱ [17] به بررسی میزان نیاز سخت‌کننده‌های مورد نیاز دیوار برشی فولادی برای جلوگیری از کمانش کلی پرداختند.

همان‌طور که در بررسی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و مطالعات سیستم دیوار برشی فولادی مشاهده شد، تاکنون رفتار این سیستم تحت زلزله‌های نزدیک گسل مورد مطالعه قرار نگرفته است. با توجه به ماهیت زلزله‌های نزدیک گسل و اعمال انرژی زیاد در مدت زمان کوتاه توسط این زلزله‌ها و عملکرد مناسب سیستم دیوار برشی فولادی، به‌نظر می‌رسد این سیستم بتواند عملکرد مناسب‌تری نسبت به دیگر سیستم‌های مقاوم در این حوزه‌ی داشته باشد که در مقاله‌ی حاضر به آن پرداخته می‌شود.

فرضیات تحلیل و مدل‌های سازه‌ای

به‌منظور بررسی اثرات زلزله‌های نزدیک و دور از گسل و مقایسه‌ی تأثیر آن‌ها، چهار قاب دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب که در آن‌ها از مدل نواری استفاده شده است مدل‌سازی شدند. مدل‌های سازه‌ای شامل قاب‌های پنج دهانه‌ی ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه بوده است که دهانه‌ی میانی آن‌ها از ورق نازک پر شده است و اتصال تیر به ستون آن‌ها صلب می‌باشد.

قاب ۳ طبقه نماد ساختمآن‌های کوتاه‌مرتبه،

قاب ۷ طبقه نماد ساختمان‌های میان‌مرتبه و قاب‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه نماد ساختمان‌های بلند مرتبه می‌باشد و قاب‌ها مربوط به یک پلان مربع شکل هستند که عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است.

برای بارگذاری ثقلی با استفاده از آیین‌نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [18]، کاربری ساختمان‌ها، مسکونی و شدت بار مرده‌ی طبقات و بام، بار زنده‌ی طبقات و بار زنده‌ی بام به‌ترتیب ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع درنظرگرفته شد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران[19] و با فرض نوع زمین تیپ ۳، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، ضریب اهمیت ۱ و ضریب رفتار ۸ (بر اساس آیین نامه‌ی AISC) انجام و برش پایه مطابق جدول (۱) محاسبه گردید.

در جدول (۱) نام قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی (Steel Plate Shear Wall) برای تعداد طبقات ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه به‌ترتیب با SPSW-۳، SPSW-۷، SPSW-۱۵ و SPSW-۲۵ نام‌گذاری شده است.

مطابق آیین نامه‌ی۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران، W بار مؤثر ساختمان در زلزله، DL مجموع بار مرده، LL مجموع بار زنده، T پریود طبیعی سازه، H ارتفاع ساختمان، C ضریب زلزله، A نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب زمین، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار ساختمان، V برش پایه‌ی کل ساختمان و F_t نیروی جانبی اضافی وارد بر ساختمان است.

پس از بارگذاری، قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD طراحی و با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی)[۲۰] کنترل شدند. در طراحی‌ها از فولاد ST۳۷ با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگاپاسکال استفاده شده و بر این اساس مقاطع تیر و ستون طراحی شده در جدول (۲) خلاصه شده و در شکل (۱) نشان داده شده است.

محاسبه‌ی ضخامت ورق و اعضای مرزی (تیرها و ستون‌ها) دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک

آیین‌نامه‌ی فولاد کانادا (CAN/CSA-S۱۶-۰۱)[۱۳] و آئین‌نامه‌ی فولاد امریکا (AISC۲۰۰۵) [۱٤]، دیوار برشی فولادی را به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفته‌اند. در این آیین‌نامه‌ها به‌منظورطراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه‌ی مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌شود. بر این اساس به‌جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل درنظر گرفته می‌شود.

پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{2A_b \Omega \sin\theta}{L \sin 2\alpha} \quad (۱)$$

که در آن Ω ضریب اضافه مقاومت است و برای دیوارهای برشی فولادی برابر ۱/۲ درنظر گرفته می‌شود، θ زاویه‌ی بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه‌ی قاب و A_b سطح مقطع مهاربند معادل است.

α زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است که از رابطهٔ (۲) به‌دست می‌آید:

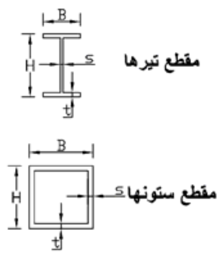
$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t.L}{2A_c}}{1 + th\left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360 I_c L}\right)} \quad (۲)$$

جدول ۱ پارامترهای محاسبه‌ی برش پایه‌ی دیوارهای برشی فولادی طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران

دیوار برشی فولادی	SPSW-۳	SPSW-۷	SPSW-۱۵	SPSW-۲۵	توضیحات
جرم مؤثر(KN)	۲۰۱۲/۵۰	٤۷۱۲/۵۰	۸۰۸۷/۵۰	۱۰۱۱۲/۵۰	W= DL + ۰/۲LL
زمان تناوب تجربی(sec)	۰/۲۷۲	۰/۵۱٤	۰/۷۷۱	۰/۹۱۲	$T=۰/۰۵H^{۳/٤}$
ضریب بازتاب(B)	۲/۷۵	۲/۷۵	۲/۵۸	۲/۳۱	منطقه با خطر نسبی زیاد و زمین تیپ ۳
ضریب برش پایه (C)	۰/۱۳۷۵	۰/۱۳۷۵	۰/۱۲۸۹	۰/۱۱۵۳	C=ABI/R
برش پایه(KN)	۲۷٦/۷۲	٦٤۷/۹۷	۱۰٤۲/٤۱	۱۱٦۵/۸۰	V=C W
نیروی جانبی اضافی(KN)	۰	۰	٥٦/۲۸	۷٤/٤۱	$F_t=۰/۰۷ TV$

جدول ۲ مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون قاب‌ها

علامت اختصاری	نوع مقطع	B (Cm)	t (Cm)	H (Cm)	S (Cm)	علامت اختصاری	نوع مقطع	B (Cm)	t (Cm)	H (Cm)	S (Cm)
B۱	تیر	۱۵	۱/۲	۳۰	۰/۸	C۱۲	ستون	۳۰	۳	۳۰	۳
B۲	تیر	۱۵	۱/۵	۳۰	۰/۸	C۱۳	ستون	۳۵	۱/۵	۳۵	۱/۵
B۳	تیر	۲۰	۱/۵	۳۰	۰/۸	C۱۴	ستون	۳۵	۲	۳۵	۲
B۴	تیر	۲۰	۲	۳۰	۰/۸	C۱۵	ستون	۳۵	۲/۵	۳۵	۲/۵
B۵	تیر	۲۰	۲	۳۵	۱	C۱۶	ستون	۳۵	۳	۳۵	۳
B۶	تیر	۲۵	۲	۳۵	۱	C۱۷	ستون	۳۵	۳/۵	۳۵	۳/۵
B۷	تیر	۲۵	۲	۴۰	۱	C۱۸	ستون	۴۰	۲	۴۰	۲
B۸	تیر	۲۵	۲	۴۵	۱	C۱۹	ستون	۴۰	۲/۵	۴۰	۲/۵
B۹	تیر	۳۰	۲/۵	۴۵	۱/۵	C۲۰	ستون	۴۰	۳	۴۰	۳
C۱	ستون	۱۵	۱	۱۵	۱	C۲۱	ستون	۴۰	۳/۵	۴۰	۳/۵
C۲	ستون	۲۰	۱/۲	۲۰	۱/۲	C۲۲	ستون	۴۰	۴	۴۰	۴
C۳	ستون	۲۰	۱/۵	۲۰	۱/۵	C۲۳	ستون	۴۵	۲	۴۵	۲
C۴	ستون	۲۰	۲	۲۰	۲	C۲۴	ستون	۴۵	۲/۵	۴۵	۲/۵
C۵	ستون	۲۵	۱/۲	۲۵	۱/۲	C۲۵	ستون	۴۵	۳	۴۵	۳
C۶	ستون	۲۵	۱/۵	۲۵	۱/۵	C۲۶	ستون	۴۵	۳/۵	۴۵	۳/۵
C۷	ستون	۲۵	۲	۲۵	۲	C۲۷	ستون	۴۵	۴	۴۵	۴
C۸	ستون	۲۵	۲/۵	۲۵	۲/۵	C۲۸	ستون	۵۰	۲	۵۰	۲
C۹	ستون	۳۰	۱/۵	۳۰	۱/۵	C۲۹	ستون	۵۰	۳	۵۰	۳
C۱۰	ستون	۳۰	۲	۳۰	۲	C۳۰	ستون	۵۰	۴	۵۰	۴
C۱۱	ستون	۳۰	۲/۵	۳۰	۲/۵	C۳۱	ستون	۵۵	۵/۵	۵۵	۵/۵



که در آن A_c و I_c به‌ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری، h ارتفاع طبقه و A_g سطح مقطع تیر می‌باشد. جدول (۳) خلاصه محاسبات تعیین مهاربند معادل و ضخامت ورق را نشان می‌دهد.

برای طرح ضخامت ورق‌ها ابتدا مهاربند معادل محاسبه می‌شود و سپس براساس آن ضخامت مورد نیاز ورق‌ها به دست می‌آید. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی (۳) به‌دست می‌آید:

$$A_s = \frac{L\cos\alpha + h\sin\alpha}{n}.t \qquad (۳)$$

که در آن n تعداد نوارها است. مطالعات متعددی در زمینهٔ تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده است که نتایج آن‌ها نشان‌دهنده‌ی کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای آنالیز یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک است [۱۰].

با توجه به این‌که ستون‌ها ممکن است تحت تـأثیر میدان کشش قطری دچـار کمـانش شـوند، لـذا ممـان اینرسی ستون‌هـای کنـاری بایـد از رابطـهٔ (٤) تبعیـت نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \qquad (٤)$$

هم‌چنین به‌منظورجلوگیری از خمش تیـر فوقـانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششـی قطـری نامتقارن، رابطه‌ی (۵) باید کنترل گردد:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \qquad (۵)$$

در این رابطه M_{fpb} لنگر پلاستیک مقطع تیـر و σ_{ty} تنش نهایی میدان کشش قطری می‌باشد که بـرای ورق نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. با توجه به تفاوت اندک شـدت میـدان کشـش قطـری بـین دو طبقه‌ی مجاور، کنترل رابطهٔ (۵) فقط برای تیـر انتهـایی الزامی است، اما اگر تفاوت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور نیز زیاد باشد رابطهٔ مذکور برای تیرهای میانی نیز باید کنترل گردد. به‌منظورحصـول اطمینـان از این که ستون‌های دیوار بتوانند تنش‌های وارد ناشـی از بارهای محیطی، به‌همراه تنش‌های ناشـی از اثـر میـدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که شرط زیر بـرای ستون‌ها رعایت شود:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{4} \cos^2 \alpha \qquad (٦)$$

که در آن M_{fpc} لنگر پلاستیک مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه‌ی (٦) باید بار محوری ستون‌هـا نیـز درنظر گرفته شود.

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود

در ایــن مقالــه از نتــایج منحنــی‌هــای هیســترزیس آزمایش‌های انجام‌شده و نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های اجزای محدود در نرم‌افزار اجـزای محـدود ABAQUS استفاده شده است.

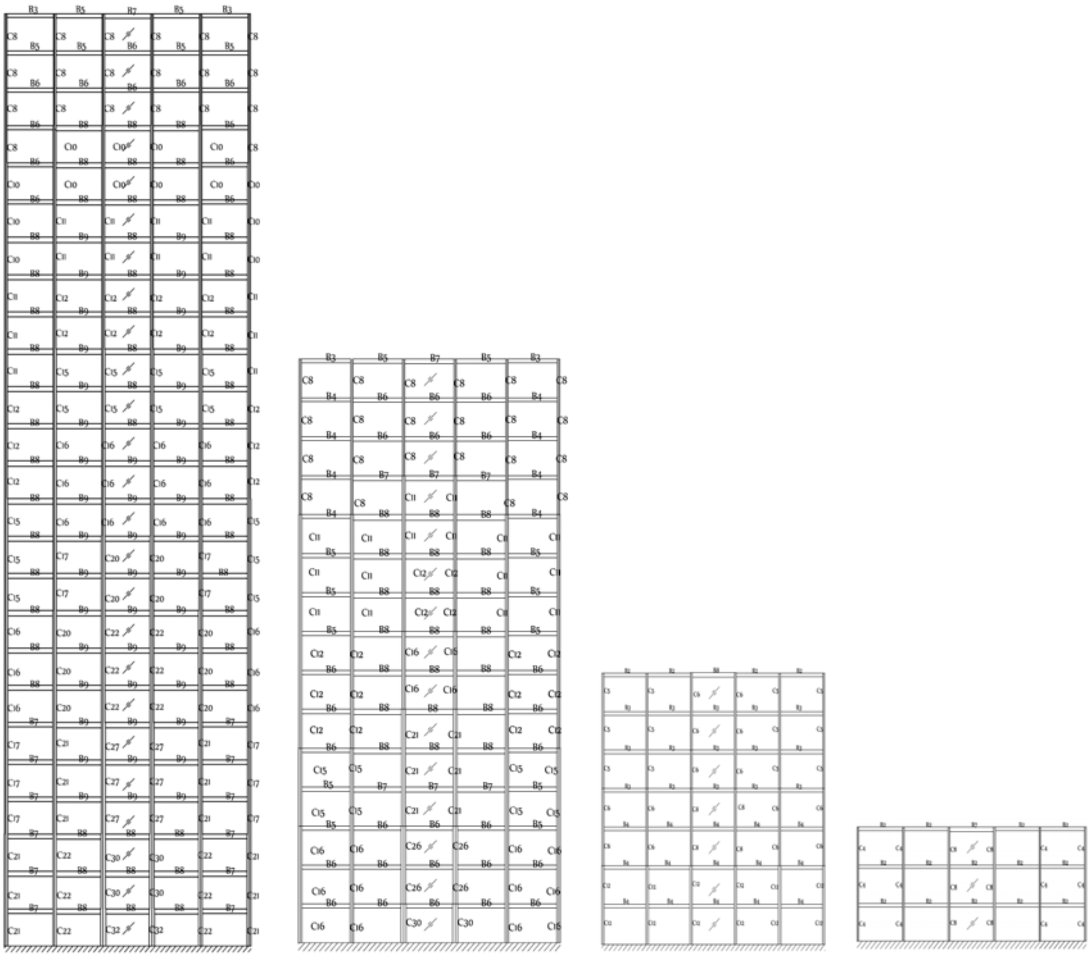
بر این اساس ابتدا مدل سه‌طبقـه، مشـابه نمونـه‌ی آزمـایش شـده توسـط قلهکـی[١٦] کـه در شـکل (٢) نمایش داده شده است، ساخته شد.

در نمونـه‌ی آزمایشـگاهی، سـتون‌هـا بـه‌صـورت یکپارچه و بدون هـیچ‌گونـه وصـله سـاخته شـده‌انـد. تیرهـای طبقـات اول و دوم از نـوع پروفیـل IPE 100 انتخـاب و تیـر طبقـه‌ی سـوم از فـولاد پرمقاومـت بـه ضخامت جان و بال ۱۵ میلی‌متر طراحـی شـده اسـت. ارتفاع جان و عرض بال این تیر به‌ترتیـب ۲۲۰ و ۱۰۰ میلی‌متر طراحی شـده اسـت. علـت انتخـاب ایـن تیـر عمیق، جلوگیری از خمـش نـامطلوب بـه‌دلیـل وجـود میدان کشش قطری نامتقارن است.

در شکل (۳) پوش نقاط مـاکزیمم مثبـت منحنـی‌هـای چرخــه‌ای مــدل‌هــای بــا ابعــاد مــش‌بنــدی مختلــف به‌منظورصحت‌سـنجی مـدل، همـراه بـا پـوش منحنـی چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی بـا یکـدیگر مقایسـه شـده است که حاکی از انطباق مناسب سختی تمام مدل‌ها بـا یکدیگر می‌باشد اما بـار تسـلیم، سـختی ثانویـه و بـار حداکثر مدل با ابعاد مش‌بندی ۱۰ در ۱۰ سانتی‌متـر بـه رفتار مدل آزمایشگاهی نزدیک‌تر است بر این اسـاس، از این ابعاد مش‌بندی در تحلیل‌ها استفاده گردید.

پس از حصول صحت سنجی، مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه ساخته شدند.

هر سیستم، مطابق با اجـزای تشـکیل‌دهنـده‌ی آن، می‌توانـد انـواع مختلفـی از المـان‌هـا را دارا باشـد. در مدل‌سازی‌ها اگر چه اعضای مرزی را می‌توان با المـان خطی Beam مدل کرد، ولی با توجه بـه امکـان وقـوع کمانش موضعی در آن‌ها، ورق و اعضای مرزی با المان Shellکـه یـک المـان چهـارگرهی دو انحنـایی بـا انتگرال‌گیری کاهش یافته است، مدل‌سازی شده‌اند. هر گره از این المان شش درجه آزادی، سه درجه انتقـالی و سه درجه دورانی دارد.



SPSW-۲۵ SPSW-۱۵ SPSW-۷ SPSW-۳

شکل ۱ مقاطع حاصل از طراحی در مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه دیوار برشی فولادی

مطالعه‌ی پاسخ دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به‌صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده شده است و این تحلیل نشان‌دهنده‌ی رفتار واقعی‌تر سازه در طول زلزله نسبت به دیگر تحلیل‌ها می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به‌خوبی مشاهده شده است و مشخص می‌شود که چگونه دو زلزله با شتاب حداکثر یکسان اثر تخریبی متفاوتی را بر سازه دارند و چه سیستم سازه‌ای توانایی مقاومت و اتلاف انرژی بیش‌تری دارد.

معادله‌ی حرکت سازه در هر لحظه به‌صورت نسبی عبارت است از:

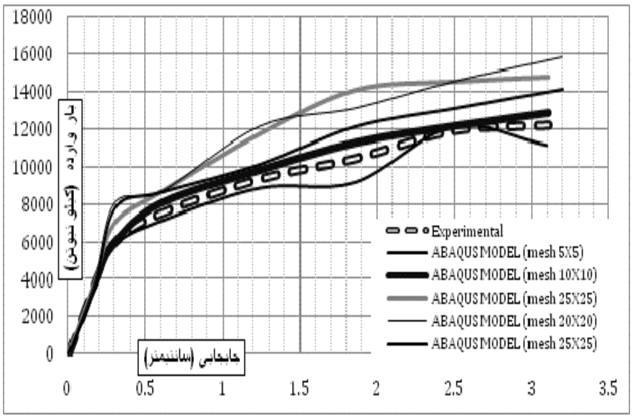
$$[m]\{\ddot{u}\}+[c]\{\dot{u}\}+[k]\{u\}=-[m]\{\ddot{z}\} \qquad (۷)$$

که در آن [m] ماتریس جرم سازه، [c] ماتریس میرایی سازه، [k] ماتریس سختی سازه، $\{\ddot{u}\}$ بردار شتاب گرهی، $\{\dot{u}\}$ بردار سرعت گرهی، $\{u\}$ بردار تغییرمکان گرهی و $\{\ddot{z}\}$بردار شتاب گرهی وارد از زلزله می‌باشد.

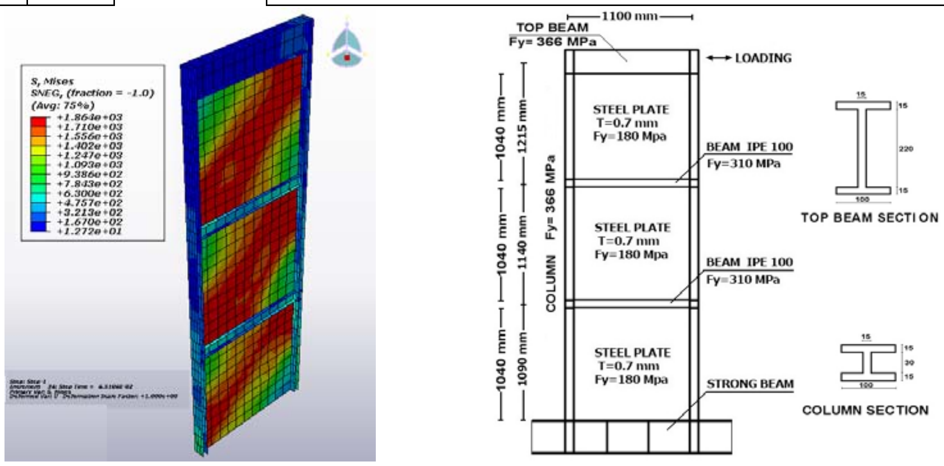
با توجه به پیچیدگی هندسی و رفتاری ورق فولادی هنگام کمانش خارج از صفحه و توسعه میدان کششی، روش‌های تحلیل ضمنی (Implicit) عملکردی ضعیف و واگرایی نتایج را به‌همراه دارد، بنابراین از روش تحلیل صریح (Explicit) در تحلیل مدل‌ها استفاده شده است.

جدول ۳ بادبند معادل و ضخامت ورق برای طبقات مختلف دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی

مدل	SPSW-۲۵		SPSW-۱۵		SPSW-۷		SPSW-۳	
طبقه	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل
۱	٤/٣	۲UNP۲۸۰	٤	۲UNP۲٦۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۱/٤	۲UNP۱۲۰
۲	٤/٣	۲UNP۲۸۰	٤	۲UNP۲٦۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۱/٤	۲UNP۱۲۰
۳	٤/٣	۲UNP۲۸۰	٤	۲UNP۲٦۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۱/٤	۲UNP۱۲۰
٤	٤	۲UNP۲٦۰	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۲/۳	۲UNP۱۸۰		
٥	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۲/۳	۲UNP۱۸۰		
٦	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۳	۲UNP۲۲۰	۱/٦	۲UNP۱٤۰		
۷	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۳	۲UNP۲۲۰	۱/٦	۲UNP۱٤۰		
۸	۳/٤	۲UNP۲٤۰	۳	۲UNP۲۲۰				
۹	۳	۲UNP۲۲۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰				
۱۰	۳	۲UNP۲۲۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰				
۱۱	۳	۲UNP۲۲۰	۲/٦	۲UNP۲۰۰				
۱۲	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۲	۲UNP۱٦۰				
۱۳	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۲	۲UNP۱٦۰				
۱٤	۲/٦	۲UNP۲۰۰	۱/٤	۲UNP۱۲۰				
۱٥	۲/۳	۲UNP۱۸۰	۱/٤	۲UNP۱۲۰				
۱٦	۲/۳	۲UNP۱۸۰						
۱۷	۲/۳	۲UNP۱۸۰						
۱۸	۲	۲UNP۱٦۰						
۱۹	۲	۲UNP۱٦۰						
۲۰	۲	۲UNP۱٦۰						
۲۱	۲	۲UNP۱٦۰						
۲۲	۱/٦	۲UNP۱٤۰						
۲۳	۱/٦	۲UNP۱٤۰						
۲٤	۱/٤	۲UNP۱۲۰						
۲٥	۱/٤	۲UNP۱۲۰						



شکل۳. نتایج صحت‌سنجی مدل اجزای محدود و مدل آزمایشگاهی قلهکی[۱٦]



شکل ۲ جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی قلهکی [۱٦] و مدل اجزای محدود ساخته‌شده برای صحت‌سنجی

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

اثر جهت انتشار گسلش موجب ایجاد پالس‌های منفرد با پریود زیاد در ابتدای رکوردهای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک می‌شود. با بررسی رکوردنگاشت‌ها، مشخص شده است که زلزله‌هایی که در رکورد سرعت و جابه‌جایی آن‌ها، پالس‌های شدید و سریع دیده می‌شود، معمولاً نسبت PGV/PGA بالاتر و نسبت PGD/PGV پایین‌تری دارند.

از این‌رو شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده برای حوزه‌ی نزدیک گسل، از چهار نگاشت بر اساس این‌که کدام نگاشت‌ها حداکثر PGV/PGA دارد و در نگاشت سرعت آن‌ها یک یا چند پالس ویژه با دامنهٔ زیاد و دورهٔ تناوب متوسط تا بلند می‌باشد، انتخاب و بر اساس نوع زلزله‌ی مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل، شتاب‌نگاشت دور از گسل نیز انتخاب شده و برای بارگذاری مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. همه‌ی نگاشت‌ها برای شتاب حداکثر ۰/۳۵g مقیاس شده‌اند (جدول ٤).

در شکل (٤) طیف دامنه‌ی فوریه‌ی زلزله‌های مورد استفاده در دو حوزه‌ی دور و نزدیک گسل برای مقایسه رسم شده‌اند. لازم به ذکر است که این طیف‌ها در حوزه‌ی فرکانسی سازه‌های مورد بررسی ترسیم شده‌اند.

مدت تکان قوی زمین

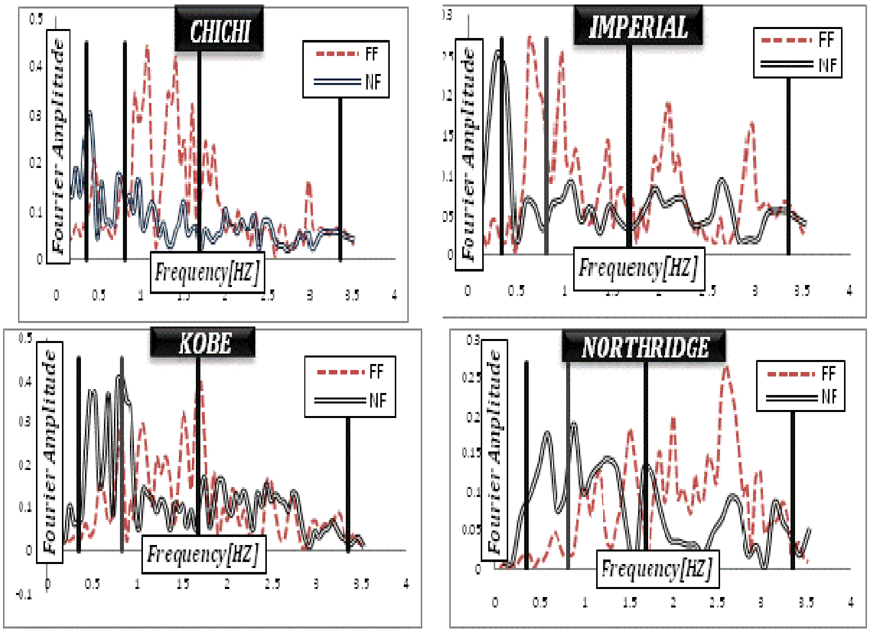
تحقیقات انجام‌شده نشان می‌دهد که مقدار حداکثر شتاب زمین به‌تنهایی، کمیت مناسبی برای تعیین میزان تخریب حرکات زمین‌لرزه نیست. زیرا خسارت‌های ناشی از زلزله به میزان انرژی حرکات زلزله در یک ساختگاه مربوط می‌شود. بر این اساس در تحقیقات اخیر سعی شده است زمان دوام حرکات شدید زلزله براساس میزان انرژی ورودی به سازه تعریف شود و به‌عنوان یک پارامتر مهم در تعیین پاسخ سیستم مطرح گردد.

زمان دوام حرکات شدید در اغلب موارد اثر قابل ملاحظه‌ای بر تغییر شکل‌های غیر الاستیک سازه دارد و به همین دلیل در تعیین میزان انرژی ورودی به سازه، تحلیل خطی و غیرخطی پاسخ سازه و هم‌چنین در روش آماری تعیین پاسخ‌های سازه به زمین‌لرزه کاربرد زیادی دارد. روش‌های متفاوتی در ارتباط با تعیین مدت دوام حرکات شدید با استفاده از خصوصیات و پارامترهای مؤثر شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه وجود دارد.

یکی از این روش‌ها، روش تریفوناک و بریدی می‌باشد که مدت تکان قوی را فاصله زمانی تعریف کرده‌اند که در آن به انتگرال مربع شتاب‌ها، موسوم به شدت شتاب‌نگاشت سهم قابل‌ملاحظه‌ای اضافه می‌شود. آن‌ها فاصله زمانی بین سهم‌های ۵٪ و ۹۵٪ را به‌عنوان مدت تکان قوی انتخاب کرده‌اند که در این مطالعه نیز از این روش و به‌کمک نرم‌افزار SeismoSignal [۱۵] مدت زمان مؤثر زلزله‌ها که در شکل (٤) نمایش داده شده است، به‌دست آمده و در تحلیل تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار گرفته است.

ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

بعد از ساخت مدل‌های دارای اتصال تیر به ستون گیردار در نرم‌افزار ABAQUS، مدل‌ها تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و برش‌ها و نسبت جابه‌جایی‌های مدل‌ها به‌دست آمد. آنالیزها به‌دلیل ماهیت غیرخطی و وجود المان‌های زیاد بسیار زمان‌بر بود و بر این اساس ابتدا برش پایه‌ی حاصل از نگاشت‌های دور و نزدیک گسل محاسبه شد و سپس نتایج نسبت جابه‌جایی طبقات در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار گرفت.



شکل ٤ طیف دامنه فوریه به نسبت فرکانس در زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک گسل مورد بررسی

جدول ٤ نسبت‌های حرکت حداکثر زمین مربوط به نگاشت‌های مورد استفاده نگاشت نزدیک گسل

شتابنگاشت	سال	PGA (Cm/s^2)	PGV (Cm/s)	PGD (Cm)	PGV/PGA	PGD/PGV
Chi Chi - Taiwan	۱۹۹۹	٥٤۹/۳٦	۱۷٤/۸	۷٥	۰/۳۱۸۲	۰/٤۲۹۰٦
Imperial Valley - USA	۱۹۷۹	٤۲۱/۸۳	۱۰۷/٥۹	۳٤	۰/۲٥٥۱	۰/۳۱٦۰۱
Kobe - Japan	۱۹۹٥	٥۹۸/٤۱	۱۲٦/۹	۳٥/۷	۰/۲۱۲۱	۰/۲۸۱۳۲
Northridge - USA	۱۹۹٤	٤۸۰/٦۹	۷٤/۱۲	۲۹/۰٦	۰/۱٥٤۲	۰/۳۹۲۰۷
نگاشت دور از گسل						
Chi Chi -Taiwan	۱۹۹۹	۱٤۷/۱٥	۲٦/۷۱	۱۳/۲٦	۰/۱۸۱٥۱٥	۰/٤۹٦٤
Imperial Valley - USA	۱۹۷۹	۲۳٥/٤٤	۳٥/٥۸	۱٥	۰/۱٥۱۱۲۱	۰/٤۲۱٦
Kobe - Japan	۱۹۹٥	۱۳۷/۳٤	۱٥/٤۹	۷	۰/۱۱۲۷۸٦	۰/٤٥۱۹
Northridge - USA	۱۹۹٤	۹۸/۱	۷/۳۳	٥	۰/۰۷٤۷۲	۰/٦۸۲۱

برش پایه دیوارهای برشی فولادی بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی

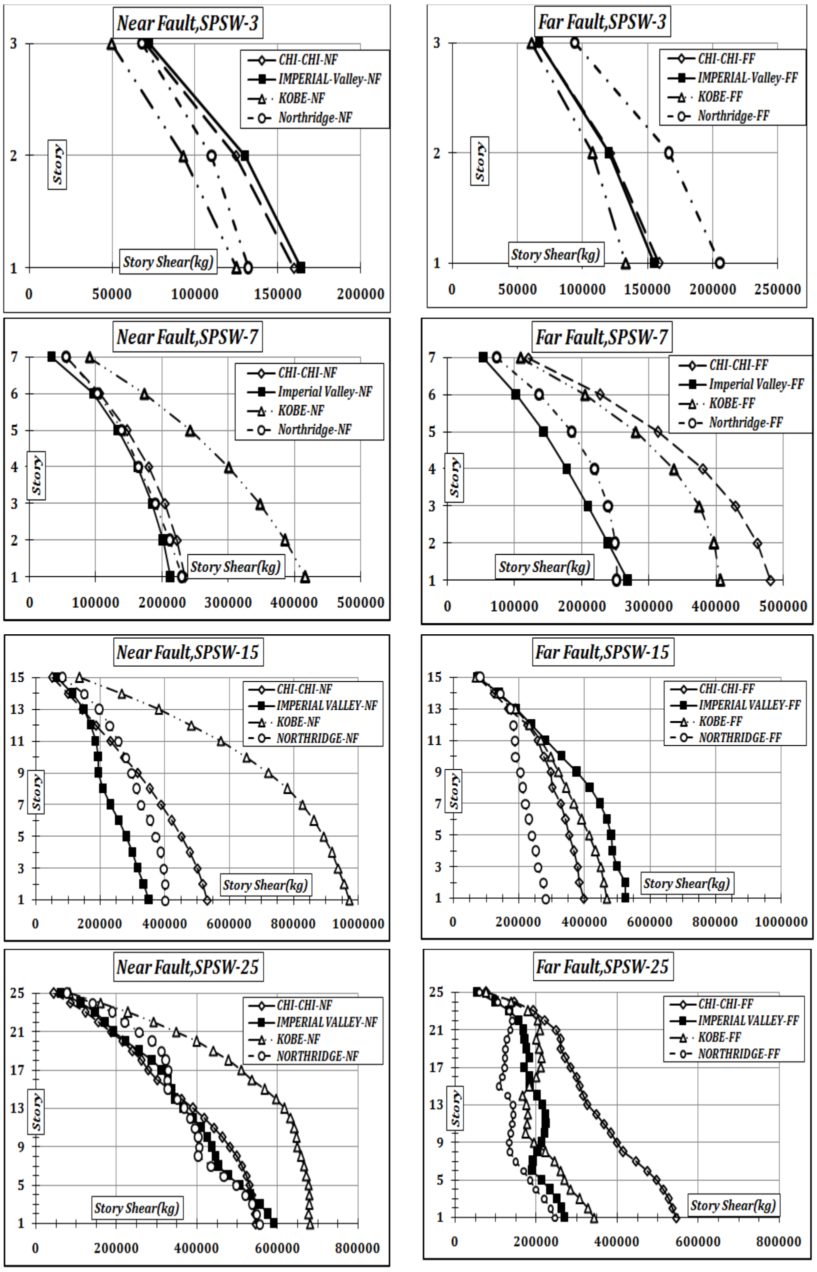
به‌منظورارزیابی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل براساس روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برش پایه هر یک از مدل‌ها در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل با استفاده از نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، برای همه‌ی سازه‌ها به‌دست آورده شد.

شکل (٥) نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱٥و ۲٥ طبقه را به‌تفکیک برای نگاشت‌های دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های امپریال‌ولی و کوبه حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۱٦٤ و ۱۲٥ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۲٤٪ دارند . در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های نرثریج و کوبه حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۲۰٦ و ۱۳۳ تن می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ٥٤٪ می‌باشد. در مدل ۷ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است به‌ترتیب برابر با ٤۱۷ و ۲۱۳ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۹٦٪ دارند . در بین نگاشت‌های دور از گسل

حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های چی چی و نرثریج حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۴۸۲ و ۲۵۲ تن می‌باشد که اختلاف آن‌ها برابر با ۹۱٪ می‌باشد.

در مدل ۱۵ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۹۷۲ و ۳۵۱ تن می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ۱۷۷٪ است اما در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های امپریال‌ولی ونرثریج حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۵۲۳ و ۲۸۰ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۸۷٪ دارند. در مدل ۲۵ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و چی‌چی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۶۸۰ و ۵۴۵ تن می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ۲۵٪ می‌باشد.

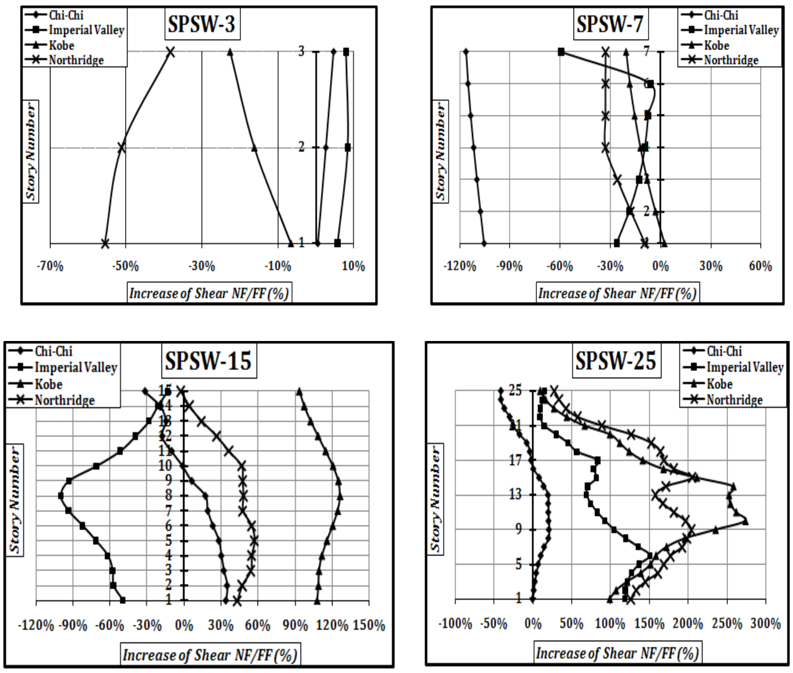


شکل ۵ نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه به‌تفکیک برای نگاشت‌های دور و نزدیک گسل

در حالی‌که در بین نگاشت‌های دور از گسل، حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های چی چی و نرثریج حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۵۴۵ و ۲۴۶ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۱۲۲٪ دارند.

نمودارهای شکل (٦) تغییرات درصد افزایش حداکثر برش ناشی از زلزله‌ی نزدیک گسل به حداکثر برش حاصل از زلزله‌ی دور از گسل با تغییر تعداد طبقات دیوارهای برشی فولادی ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. در مدل ۳ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک و دور از گسل چی چی یکسان است و حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک گسل امپریال‌ولی ۵/۷٪ بیش‌تر از نگاشت دور از گسل همین زلزله می‌باشد. این در حالی است که حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت‌های دور از گسل زلزله‌های کوبه و نرثریج به‌ترتیب٦/٦۲٪ و ۵۵٪ بیش‌تر از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد.

در مدل ۷ طبقه حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت دور از گسل زلزله‌های چی‌چی، امپریال‌ولی و نرثریج به‌ترتیب۱۰۵٪، ۲٦٪ و ۹/۵٪ بیش‌تر از برش پایه‌ی نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. اما حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت نزدیک گسل کوبه ۲/۵٪ بیش‌تر از برش پایه‌ی حاصل نگاشت دور از گسل همین زلزله است. در مدل ۱۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک گسل چی‌چی، کوبه و نرثریج به‌ترتیب۳۳/۸٪، ۱۰۷٪ و ٤۳٪ بیش‌تر از برش پایه نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد در صورتی که حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت دور از گسل امپریال‌ولی ٤۹/۵٪ بیش‌تر از برش پایه نگاشت نزدیک گسل همین زلزله می‌باشد. در مدل ۲۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت دور و نزدیک گسل چی‌چی یکسان است و حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت نزدیک گسل زلزله‌های امپریال‌ولی، کوبه و نرثریج به‌ترتیب۱۱۹٪، ۹۹٪ و ۱۲٦٪ بیش‌تر از برش پایه نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد.



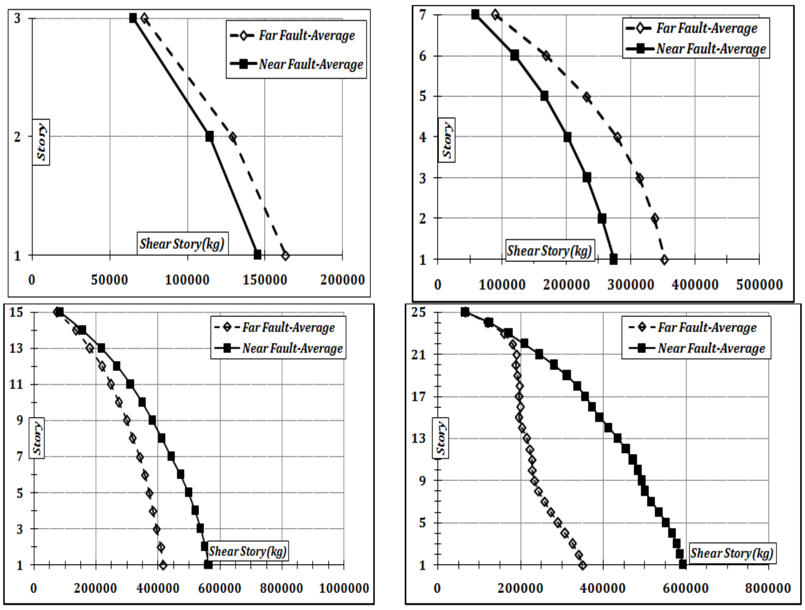
شکل ٦ تغییرات درصد افزایش حداکثر برش نزدیک گسل به حداکثر برش دور از گسل در مدل‌های ۳،۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه

شکل (۷) نمودار میانگین برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقـه را تحـت نگاشـت‌هـای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد.

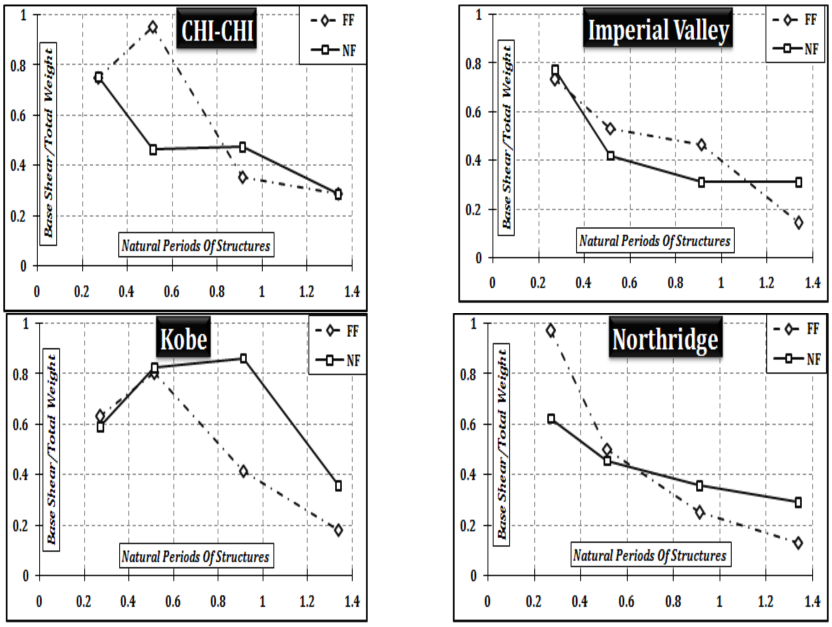
با توجه به این نمودارها، در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه میانگین برش طبقـات حاصـل از نگاشـت‌هـای دور از گسل در تمامی طبقات بیش‌تر از میانگین برش طبقات حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسـل اسـت و میـانگین برش پایه به‌ترتیب ۱۲/٤٪ و ۲۸/۷٪ در حـوزه‌ی دور از گسل بیش‌تر از حـوزه‌ی نزدیـک گسـل مـی‌باشـد، در حـالی کـه در دو مـدل ۱۵و ۲۵ طبقـه میـانگین بـرش طبقات حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسـل در تمـامی طبقات بـیش‌تـر از میـانگین بـرش طبقـات حاصـل از نگاشت‌های دور از گسل می‌باشد و میانگین برش پایـه به‌ترتیب۳۵٪ و ٦۹٪ در حوزه‌ی نزدیک گسل بیش‌تر از حوزه‌ی دور از گسل است.

نمودارهای شکل (۸) تغییرات نسبت برش پایه بـه وزن سازه نسبت به پریود سازه را بـرای نگاشـت‌هـای دور و نزدیک گسل به‌تفکیک نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۸) مشـاهده مـی‌شـود در نگاشـت دور و نزدیک گسل چی‌چـی در محـدوده‌ی پریـود ۰/۲۷ تـا ۰/۸۵ ثانیه نسبت برش به وزن سازه در نگاشت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیش‌ترین مقـادیر خـود را دارد و با افـزایش پریـود سـازه مقـادیر نزدیـک گسـل بیش‌تـر از دور از گسـل مـی‌شـود. در نگاشـت دور و نزدیک گسل امپریال‌ولی در محدوده‌ی پریـود ۰/۲۷ تـا ۱/۱ ثانیه، نسبت برش پایـه بـه وزن سـازه در نگاشـت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیش‌تـرین مقـادیر خود را دارد و با افزایش پریـود سـازه مقـادیر نزدیـک گسل بیش‌تر از نگاشت دور از گسل می‌شود.

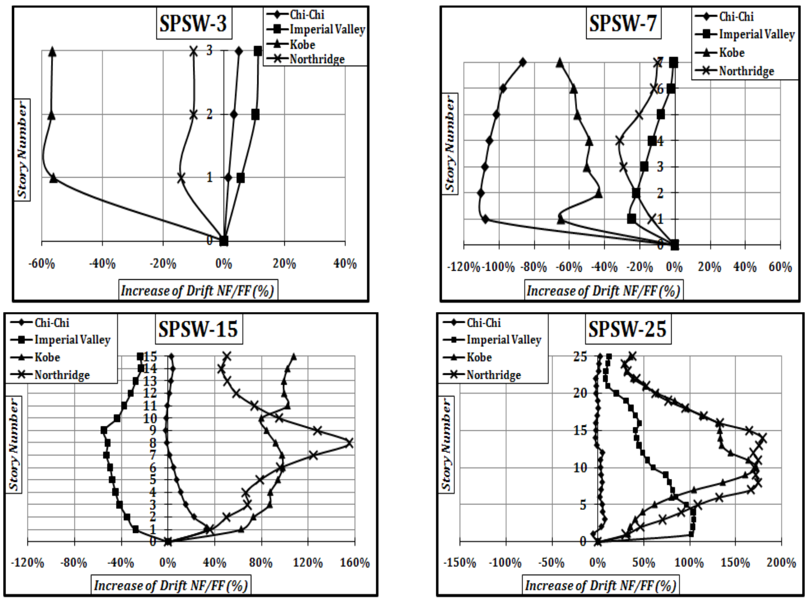
در نگاشت دور و نزدیک گسل کوبه در محدوده‌ی پریود ۰/۵۱ تا ۱/۳۳ ثانیه نسبت برش پایه به وزن سازه نگاشت نزدیک گسل نسبت بـه دور از گسـل بـیش‌تـر می‌باشد. در نگاشـت دور و نزدیـک گسـل نرثـریج در محدوده‌ی پریود ۰/۲۷ تا ۰/٦۷ ثانیه نسبت برش پایه به وزن سازه نگاشت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیش‌ترین مقادیر خود را دارد و با افزایش پریـود سـازه مقادیر نزدیک گسل بیش‌تر از دور از گسل می‌شود.



شکل ۷ نمودار میانگین برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل



شکل ۸ نمودار نسبت برش پایه به وزن کل سازه در برابر پریود طبیعی سازه



شکل ۹ تغییرات درصد افزایش حداکثر نسبت جابه‌جایی نگاشت نزدیک گسل به حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از دور از گسل با تغییر تعداد طبقات

بدین ترتیب اثر نگاشت نزدیک گسل بر روی مدل‌های ۳ و ۷ طبقه (با پریود کم‌تر از ۰/٦۷ ثانیه) بیش‌تر از دور از گسل است و در سازه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه (با پریود بیش‌تر از ۰/٦۷ ثانیه) اثر نگاشت‌های نزدیک گسل زلزله‌های چی‌چی و امپریال‌ولی بیش‌تر از اثرات نگاشت‌های دور از گسل می‌باشد و در زلزله‌های نرثریج و کوبه برعکس است.

تغییرمکان و نسبت جابه‌جایی دیوارهای برشی فولادی براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی

نمودارهای شکل (۹) تغییرات درصد افزایش حداکثر نسبت جابه‌جایی نزدیک گسل به حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از دور از گسل با تغییر تعداد طبقات دیوارهای برشی فولادی مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه

را تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این نمودارها مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه، حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسل چی‌چی و امپریال ولی به‌ترتیب۵٪ و ۱۱/۲٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. این در حالی است که حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت‌های دور از گسل کوبه و نرثریج به‌ترتیب۵٪ و ۵۷٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. در مدل ۷ طبقه، حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه بام حاصل از نگاشت‌های دور از گسل چی‌چی، کوبه و نرثریج به‌ترتیب۸٦٪، ٦٥٪ و ۱۰٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه بام حاصل از نگاشت دور و نزدیک گسل امپریال‌ولی تقریباً برابر می‌باشند (اختلاف در حدود ۱٪)، ولی در سایر طبقات حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت دور از گسل بیش‌تر می‌باشد.

در مدل ۱۵ طبقه حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسل چی‌چی، کوبه و نرثریج به‌ترتیب۳٪ ، ۱۰۷٪ و ۵۰٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل امپریال‌ولی، ٢٤٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله می‌باشد.

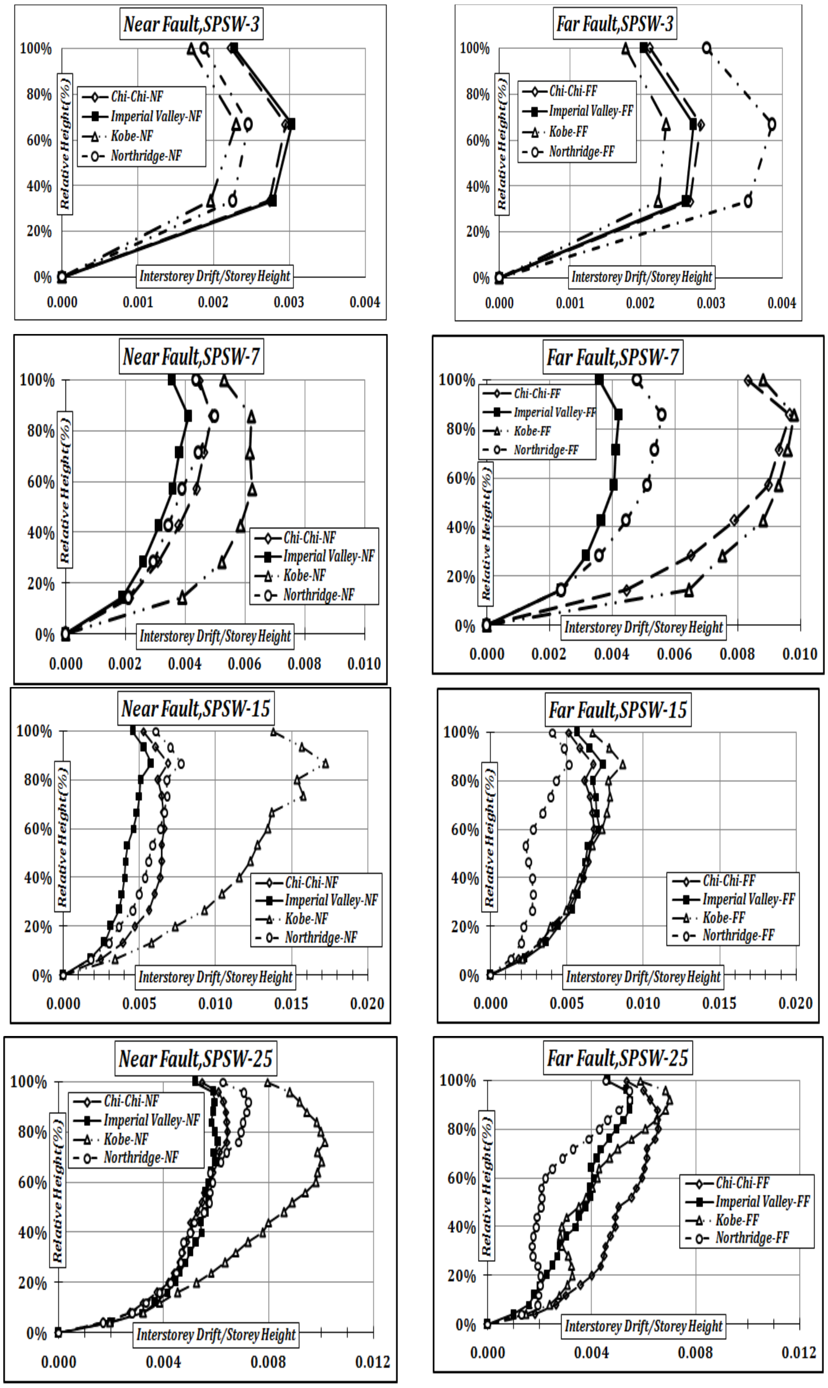
در مدل ۲۵ طبقه حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسل چی‌چی، امپریال‌ولی، کوبه و نرثریج به‌ترتیب۳٪، ۱۲٪ ، ۳۵٪ و ۳۸٪ بیش‌تر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد.

نمودارهای شکل (۱۰) حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را به‌تفکیک برای نگاشت‌های دور و نزدیک نشان می‌دهد.

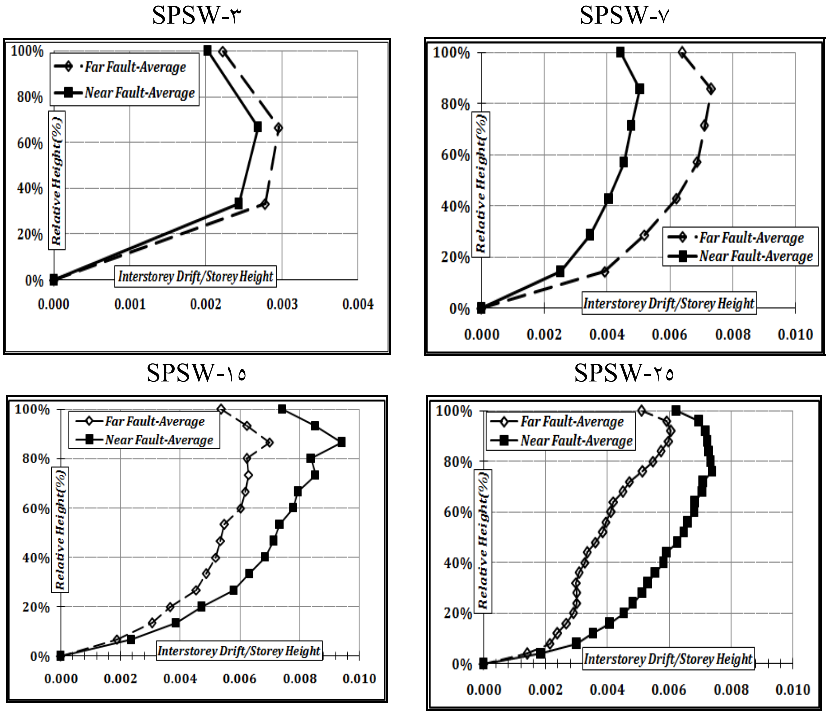
همان‌گونه که مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های امپریال‌ولی و کوبه حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۰۲۲۷ و ۰/۰۰۱۷ می‌باشد و اختلافی برابر با ۳٤٪ دارند و در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های نرثریج و کوبه حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۲۹٤ و ۰/۰۰۱۷۸ می‌باشد که اختلافی برابر با ٦٥٪ دارند. در مدل ۷ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه ژاپن و امپریال‌ولی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۵۳۱ و ۰/۰۰۳۵۷ می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ٤۹٪ می‌باشد . در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۸۸ و ۰/۰۰۳۵۹ می‌باشد که اختلافی برابر با ۱٤۵٪ دارند.

در مدل ۱۵ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۱۳۷۹ و ۰/۰۰۳۵۷ است و اختلاف آن‌ها برابر با ۲۰۲٪ می‌باشد. این در حالی است که در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های کوبه و نرثریج حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰٦٦ و ۰/۰۰٤۰۳ می‌باشد و اختلافی برابر با ٦۵٪ دارند. در مدل ۲۵ طبقه بیش‌ترین و کم‌ترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال ولی حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۷۹۷ و ۰/۰۰۵۲ می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ۵۳٪ می‌باشد. در حالی

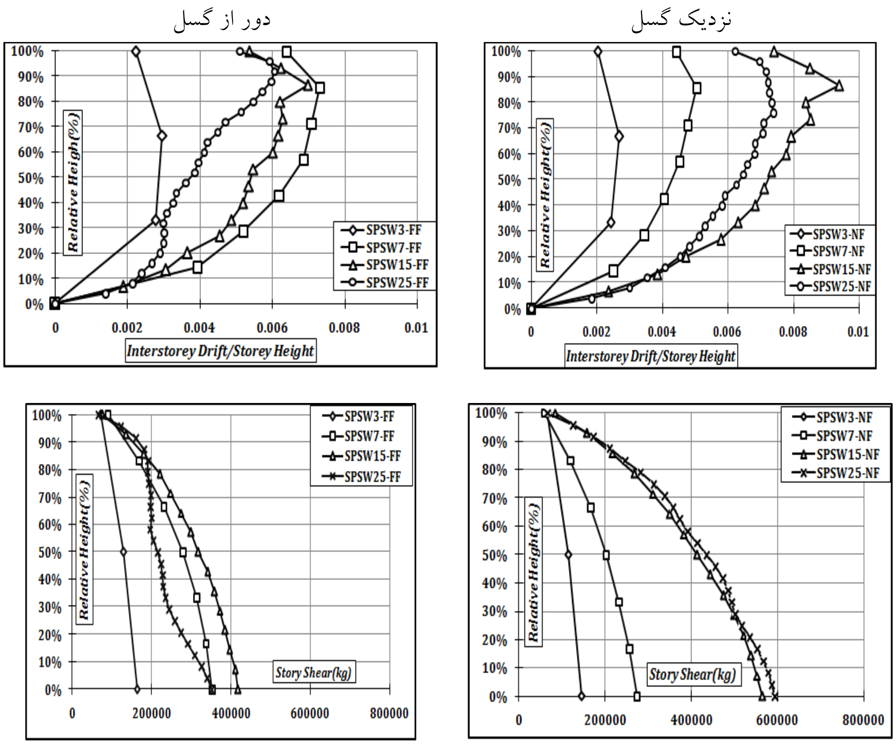
که در بین نگاشت‌های دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های کوبه و نرتریج حاصل شده است که به‌ترتیب برابر با ۰/۰۰۵۹ و ۰/۰۰۴۵۵ می‌باشد و اختلاف بین بیش‌ترین و کم‌ترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشت‌های دور از گسل ۲۹٪ می‌باشد.



شکل ۱۰ حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه به‌تفکیک برای نگاشت‌های دور و نزدیک



شکل ۱۱ نمودارهای میانگین نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه برای نگاشت‌های دور و نزدیک گسل



شکل ۱۲ توزیع ارتفاعی برش و نسبت جابه‌جایی مدل‌ها

شکل (۱۱) نمودارهای میانگین نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را برای نگاشت‌های دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد.

با توجه به این نمودارها، در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت‌های دور از گسل در تمامی طبقات بیش‌تر از میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسل است به‌گونه‌ای که میانگین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام به‌ترتیب۱۰٪ و ٤٤٪ در حوزه‌ی دور از گسل بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در حالی که در دو مدل ۱۵ و ۲۵ طبقه میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت‌های نزدیک گسل در تمامی طبقات بیش‌تر از میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت‌های دور از گسل می‌باشد. به‌طوری که میانگین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام به‌ترتیب۸٤٪ و ۲۲٪ در حوزه‌ی نزدیک گسل بیش‌تر از حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد.

توزیع ارتفاعی پارامترهای پاسخ سازه

برای بررسی اثر ارتفاع بر پارامترهای پاسخ سازه از ارتفاع نسبی استفاده شده است تا بتوان پارامترهای پاسخ سازه‌ای هر چهار سازه را در یک نمودار رسم نمود و اثر تغییر ارتفاع سازه را در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل بررسی نمود. شکل (۱۲) توزیع ارتفاعی میانگین حداکثر برش و نسبت جابه‌جایی مدل‌ها را نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در این نمودارها مشاهده می‌شود برش و نسبت جابه‌جایی ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت نگاشت‌های نزدیک گسل با افزایش ارتفاع مدل افزایش می‌یابد. ولی از مدل ۱۵ طبقه به بعد، نسبت جابه‌جایی حالت کاهشی به خود گرفته است. برش ناشی از نگاشت‌های دور از گسل نیز همانند نگاشت‌های نزدیک گسل با افزایش ارتفاع سازه افزایش پیدا می‌کند. اما در مورد نسبت جابه‌جایی سازه نمی‌توان گفت که با افزایش ارتفاع نسبت جابه‌جایی نیز افزایش پیدا می‌کند و همان‌گونه که مشاهده می‌شود از مدل ۷ طبقه به بعد نسبت جابه‌جایی در حوزه‌ی دور از گسل حالت کاهشی پیدا نموده است و این بدان معناست که در حوزه‌ی نزدیک با افزایش ارتفاع مدل (از ٤۸ متر بیش‌تر) نسبت جابه‌جایی طبقات کاهش پیدا می‌کند.

با توجه به این نمودارها تا ۷٦٪ ارتفاع سازه‌ی ۷ طبقه و تا ۸۳٪ ارتفاع سازه‌ی ۱۵ طبقه برش طبقات بیش از سازه‌ی ۲۵ طبقه در حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. هم‌چنین از ۸٪ ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۷ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه است و از ۱۰٪ ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۲۵ طبقه در حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. در حوزه‌ی نزدیک گسل از ۱۵ درصد ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۲۵ طبقه می‌باشد.

خلاصه و نتیجه‌گیری

رفتار دینامیکی غیرخطی چهار مدل ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب که مطابق با آیین‌نامه‌ی AISC -۲۰۰۵ طراحی شده بودند، مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل چی‌چی، امپریال‌ولی، کوبه و نرثریج آنالیز شد و پارامترهای مختلف پاسخ سازه تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل مورد ارزیابی قرار گرفت.

بر این اساس هنگامی که سازه در معرض حرکات حوزه‌ی نزدیک قرار می‌گیرد نیازهای سازه با توجه به ارتفاع مدل نسبت به حرکات حوزه‌ی دور از گسل افزایش می‌یابد. برش پایه در حوزه‌ی دور از گسل در

محدوده‌ی نسبتاً بزرگی نسبت به برش پایه‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل نوسان می‌کند، به‌طوری که در حوزه‌ی نزدیک گسل برش پایه‌ی بیش‌تر نگاشت‌ها نسبتاً نزدیک به یکدیگر است اما در حوزه‌ی دور از گسل برش پایه‌ی مدل‌ها اختلاف زیادی می‌توانند داشته باشند.

در مدل ۳ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی دور از گسل ۱۱ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در مدل ۷ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی دور از گسل ۳۷ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در سازه‌ی ۱۵ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی نزدیک گسل ٦۰ درصد بیش‌تر از پاسخ حوزه‌ی دور از گسل است و در سازه‌ی ۲۵ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی نزدیک گسل ٤٦ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد.

بررسی‌ها نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر برش طبقات در حوزه‌ی نزدیک گسل افزایش می‌یابد، اما در حوزه‌ی دور از گسل با افزایش ارتفاع بیش از ٤۸ متر در کم‌تر از ۷۵٪ ارتفاع سازه مقادیر برش کاهش می‌یابد؛ به‌عنوان مثال برش موجود در ۵۰ درصد ارتفاع سازه‌ی ۲۵ طبقه ۲۹/۷٪ از مدل ۷ طبقه و ٤۸٪ از مدل ۱۵ طبقه کم‌تر می‌باشد.

با افزایش ارتفاع سازه اختلاف بین تغییرمکان‌های حوزه‌ی دور و نزدیک گسل بیش‌تر می‌گردد، به‌طوری که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر نسبت جابه‌جایی در حوزه‌ی نزدیک گسل افزاش پیدا می‌کند. به‌گونه‌ای که حداکثر این مقادیر در ۳۰ تا ۸۵ درصد ارتفاع سازه رخ می‌دهد. هم‌چنین در حوزه‌ی دور از گسل با افزایش ارتفاع، نسبت جابه‌جایی در طبقات کاهش می‌یابد.

با توجه به نتایج مذکور، در مجموع می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب (تا پریود ۰/٦۷ ثانیه) اثر حرکات حوزه‌ی دور از گسل بر پارامترهای پاسخ، بیش‌تر از اثر حرکات حوزه‌ی نزدیک گسل است و در سازه‌های بلندمرتبه (با پریود بزرگ‌تر از ۰/٦۷ ثانیه) اثر حرکات نزدیک گسل بر پارامترهای پاسخ سازه بیش‌تر از حرکات حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. این مسأله به‌دلیل بیش‌تر بودن محتوای فرکانسی نگاشت‌های دور از گسل در محدوده‌ی پریود کوتاه و برعکس محتوای فرکانسی بیش‌تر حوزه‌ی نزدیک گسل در محدوده‌ی پریود بلند می‌باشد و باید در طراحی دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب مدنظر قرار گیرد. نه‌تنها شتاب بیشینه‌ی بیش‌تر زلزله‌های نزدیک گسل آن‌ها را از زلزله‌های دور از گسل متمایز می‌کند بلکه ماهیت ارتعاش این زمین‌لرزه‌ها نیز تأثیر مخرب خود را در سازه‌های بلندمرتبه نشان می‌دهد. بر این اساس، تحلیل سازه‌های دیوار برشی فولادی بلندمرتبه (با پریود بزرگ‌تر از ۰/٦۷ ثانیه) تحت نگاشت‌های نزدیک گسل به‌مراتب با اهمیت‌تر از سازه‌های کوتاه‌تر است.

مراجع

1. Anderson, J. and Bertro, V.; "Uncertainties in Establishing Design Earthquake", *Journal of Structural Engineering,* ASCE, Vol. 113 No. 8, pp. 1709-1724, (1987).
2. Hall, J. F.; "Seismic Response of Steel Frame Buildings to Near-Fault Ground Motions", A report of the California Institute of Technology, Report No.EERL 97-05, Pasadena, California, (1997).

3. Alavi, B. and Krawinkler, H.; "Effects of Near-Fault Ground Motions on Frame Structures", A report of The John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental engineering Stanford University, California, Report No. 138, (2001).
4. Timler, P. A. and Kulak, G. L.; "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (1983).
5. Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", Computers and Structures, Vol. 39(1/2), pp. 121–127, (1991).
6. Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls including Shear and Bending Deformations", Engineering Structures Vol. 14, No. 5, pp. 309–317, (1992).
7. Roberts, T. M. and Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, Vol. 12, pp. 145–162, (1991).
8. Roberts, T. M. and Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, Vol. 14, pp. 139–151, (1992).
9. Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, (1999).
10. Lubell, A.S., Prion, H.G.L., Ventura, C.E., Rezai, M.; "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, pp. 453-460, April (2000).
11. Astaneh-Asl, A. and Zhao, Q.; "Cyclic Behavior of Steel Shear Wall Systems", Proceedings, *Annual Stability Conference,* Structural Stability Research Council, April,(2002).
12. Anjan K. Bhowmick, Robert G. Driver and Gilbert Y. Grondin, "Seismic analysis of steel plate shear walls considering strain rate and P_delta effects", *Journal of Constructional Steel Research,* Vol. 65, pp. 1149_1159, ScienceDirect, (2009).
13. Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures. (Ontario, Canada): CSA, (2001).
14. American Institute of Steel Construction (AISC), Seismic Provisions for Structural Steel Building. Chicago (IL, USA): AISC, (2005).
15. Seismosignal, Ver. 2.1, University of Berkley California, USA, (2001).

۱۶. قلهکی، مجید، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آن‌ها"، رساله‌ی دکتری سازه، دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸٦).
۱۷. سجادی، رامین و صبوری، سعید، "تعیین ممان اینرسی لازم برای جلوگیری از کمانش کلی در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با استفاده از روابط تحلیلی"، ششمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۲٦ تا ۲۸ اردیبهشت (۱۳۹۰).
۱۸. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (بارهای وارد بر ساختمان)،(۱۳۸۸).

۱۹. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمآن‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (١٣٨٤)
۲۰. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (طرح و اجرای ساختمآن‌های فولادی)، (۱۳۸۸).